

## 論文 Original Paper

## 支線式鉄塔の非線型解析

(その2 実在鉄塔の解析とその検討)

小 高 昭 夫\*・堀 江 文 雄\*\*

## Non-linear Analysis of Guyed Towers

(Part II Analysis and Discussion on Actural Guyed Tower)

By Teruo Odaka\* and Fumio Horie\*\*

**Synopsis:** The basic theory for statically calculating the deformations and forces in each member of guyed towers are developed in former paper.

The behavior of the actural guyed tower to make meteorological observations subjected to wind load are analized and discussed in this paper.

The some quantitative and qualitative tendencys which is relative to the deformations and forces for each segment of the actural guyed towers are shown as example of numerical calculation in concerning with the existant design method in Japan.

This results are of use in connected with the structural design of guyed towers.

**要旨:** 風圧力の作用による支線式鉄塔の静的あるいは動的挙動について、前論文においては、支線式鉄塔の非線型解析に関する基礎理論を展開し、かつ簡単なモデルについて解析し基本的な特性を明らかにした。本論文では実際に建設された気象観測用の支線式鉄塔について、暴風時の挙動を考察した。その結果風圧力による支柱、支線の応力や変形に関して、現在の設計法との差違について若干の定性的、定量的な傾向を見出すことができた。これらの結果を直ちに設計に反映させることは困難と思われるが、何らかの設計指針となれば幸である。

## 1. 序

前論文<sup>1)</sup>では、支線式鉄塔の非線型解析の基礎理論を展開した。さらに単純な鉄塔モデルを想定し、静的風圧力を受ける鉄塔モデルの非線型解析を行った。さらにその解析で得られた結果のうち、微風時の鉄塔モデル系の剛性マトリックスと暴風時のそれを用いて固有振動解析も行った。また微風時の鉄塔モデルの着氷時を想定した弾性安定解析も行った。このような各種の解析と検討にもとづいて、支線式鉄塔の基本的な特性がかなり明らかにされた。しかしその鉄塔モデルは単純なものにすぎな

かったので、本報告では実際に建設された気象観測用の支線式鉄塔の暴風時の挙動を検討することにする。

## 2. 支線式鉄塔の概要

解析に供する支線式鉄塔の概要を図2-1に示す。塔の高さは250 m、6段支線方式で各3段支線が一つの基礎にアンカーされている。本鉄塔は気象観測用であるために、鋼管で三角構面に形成された塔身の中に、エレベーターが設置されており、さらに観測用のアームや足場が塔身の数ヶ所に附属している。

図2-1には、鉄塔を構成する各部材のリストや支線の諸元も同時に示してある。

## 3. 解析の内容

支線式鉄塔に作用する外力は、風荷重のみを考える。ただし風向によって支線式鉄塔の挙動は全く異なるので、便宜上図3-1に示すような、A風、B風およびC風の3

\* 建築学科教授 工学博士  
Professor, Architectural Division, Doctor of Engineering.

\*\* 建築学科非常勤講師 工学博士  
Lecture, Architectural Division, Doctor of Engineering.

圖2-1 支線式鉄塔概要図

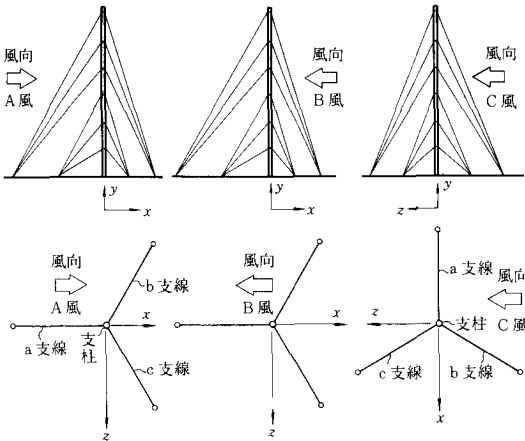


図3-1 風 向

種について検討する。

さらに、支線式鉄塔の設計に直接反映させるべきデータを提供するための解析（以後本解析という）と、試算的に行う解析（以後予備解析という）を検討の対象とする。予備解析ではA風およびB風に限り、本解析ではA風、B風およびC風の3種類を考慮する。

解析の順序は大むね次のようである。

- 1) 鉄塔の高さと敷地の大きさが決められると、支線の段数と傾斜および繫锚法が決まり、経験的に塔身（支柱）の部材や支線の種類や寸法さらに支線の設計張力が決められる。
- 2) 支柱に作用する長期荷重（塔身自重、支線自重およびその附属物自重）と支線の初張力の作用による塔身への圧縮力を決定する。さらに支線をいくつか分割して、その自重と張力および伸びを考慮したケーブル解析を行う。この段階では、支柱および各支線から構成される力学系は、丁度力の釣合いを保持していることになる。
- 3) 設計用の風圧力を、A風、B風およびC風に対して日本建築学会編「鉄塔構造計算規準・同解説」<sup>2)</sup>に準拠して計算する。この場合、作用する風圧力は、支柱および支線に対して考えられ、さらに支線の受ける風圧力は抗力のみならず揚力も存在する。
- 4) 前論文<sup>1)</sup>において詳述した方法に従って、Step by stepで支線・支柱系の变形と応力解析を行う。この場合、可能ならば風圧力は設計荷重に一種の荷重係数を乗じた風圧力を作用させると、支線式鉄塔の变形能力や耐荷能力の限界が理解出来る利点がある。これは外力の作用を受ける支線式鉄塔の变形挙動が

著るしい非線形を示すことに外ならない。

## 4. 予備解析とその検討

### 4.1 部材の断面諸元

予備解析用の部材の各部断面を図4-1に示す。

### 4.2 鉄塔の自重と長期応力

支柱、支線の自重および支線のケーブル解析による支線張力、支線張力の影響を受ける支柱の軸方向力を図4-2に示す。

### 4.3 風圧力の算定

風圧力算定の基本は、日本建築学会編「鉄塔構造計算規準・同解説」に示されている方法（Appendix 風圧力の算定、参照）によって計算し、この結果を図4-3および図4-4に示す。

### 4.4 支線式鉄塔の变形と応力（A風時）

#### 1) A風時における支柱と支線の変位

支柱の各点の水平変位と回転角を図4-5(a)に、各支線の各方向への変位を図4-5(b)に示す。支柱の最大水平変位は  $U_{\max} = 93.76 \text{ cm}$  で、部材角にして  $R = 95.45 / 255500 \div 3.77 \times 10^{-3} \text{ rad}$  である。部材の最大回転角は  $\theta_{\max} = 5.48 \times 10^{-3} \text{ rad}$  である。F. Bleich<sup>3)</sup>が提案する支

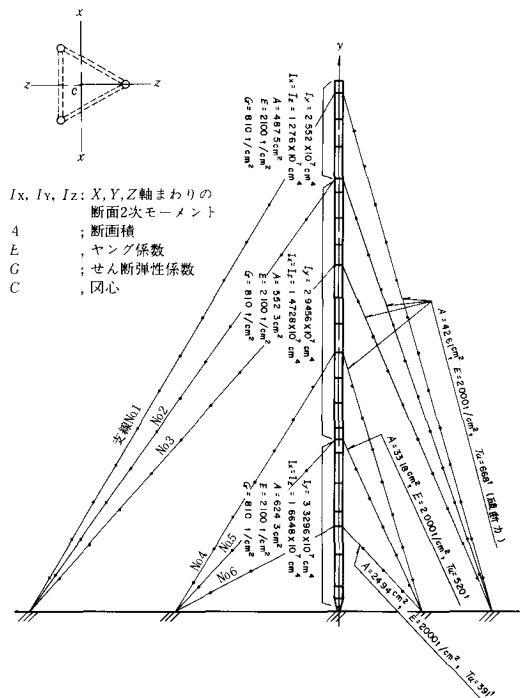
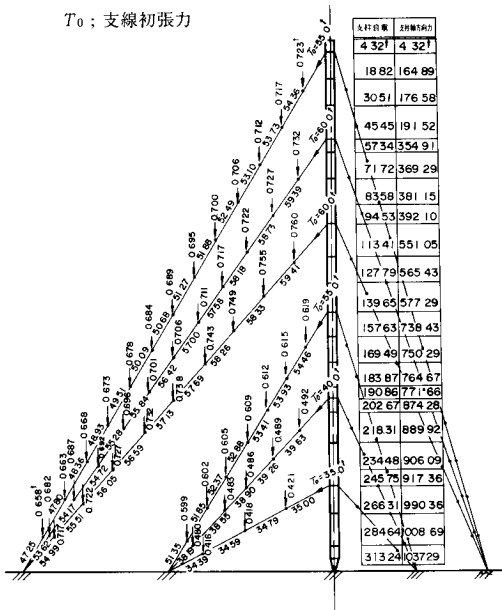
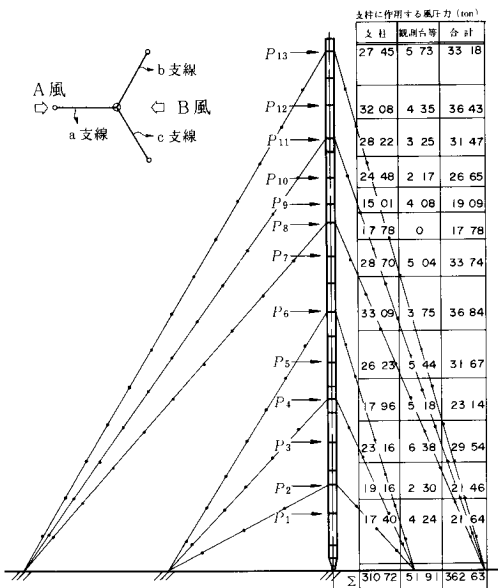


図4-1 部材の各部断面（予備解析）

線式鉄塔の設計式では、支柱が剛体で回転することが前提となっており、もしもこの前提が最適設計の一つであると考え、図 4-5 (a) に示される変形曲線を見る限り、かなり曲げ変形している。



**図 4-2** 支柱・支線の自重と支線張力・支柱軸方向力 (単位: ton) (予備解析)



**図4-3** A風時・B風時支柱に作用する風圧力（単位：ton）（予備解析）

支線の変位は、風上側支線 (a 支線) よりも風下側支線 (b, c 支線) の方が遙かに大きい。すなわち a 支線の水平変位の最大値は支線 No. 1 で  $U_{\max} = 101.76 \text{ cm}$ , b, c 支線の水平変位の最大値も支線 No. 1 で  $U_{\max} =$

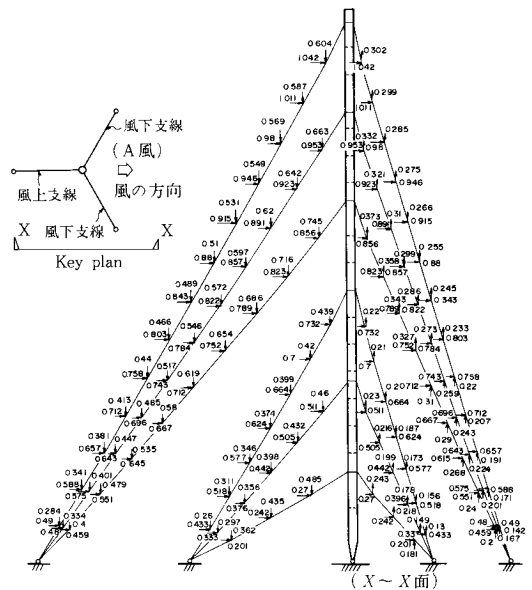


図 4-4 (a) A 風時支線外力図 (単位: ton)  
(予備解析)

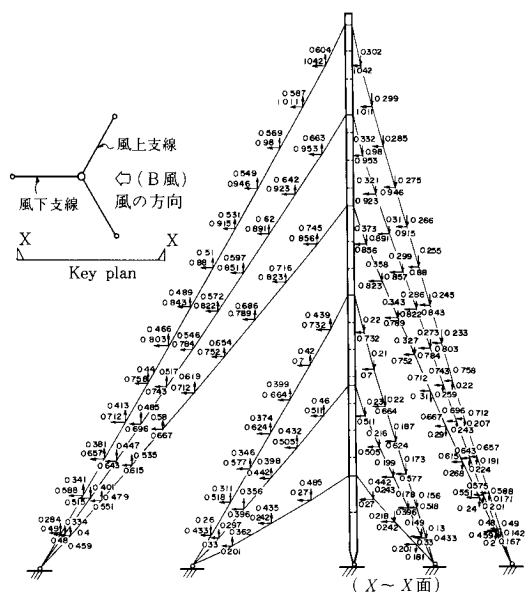


図 4-4 (b) B 風時支線外力図 (単位: ton)  
(予備解析)

## 2) A風時における支柱と支線の応力

単位・曲げモーメント (tm)  
せん断力 (ton)

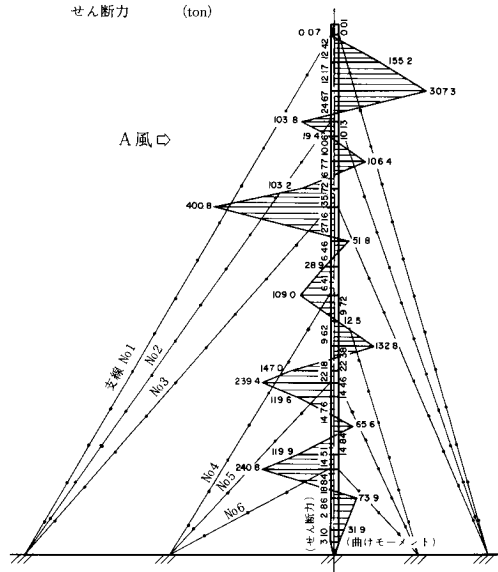


図 4-6 (a) A 風時支柱の曲げモーメントとせん断力

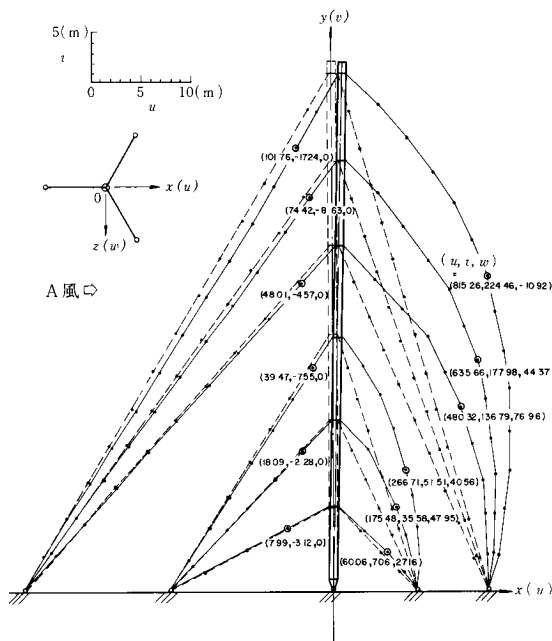


図 4-5 (b) A 風時支線の変形 (単位: cm) (風上側支線に平行な面)

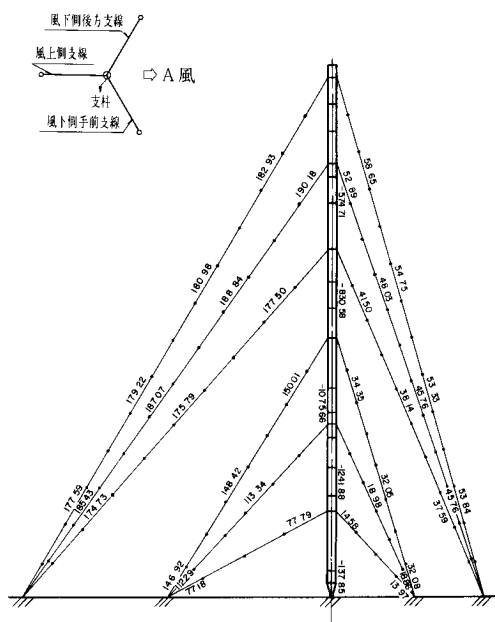


図 4-6 (b) A 風時支柱の軸方向力と支線の張力  
(単位: ton)

ーメントは  $M_{\max} = 400.8 \text{ t} \cdot \text{m}$  で、支線 No. 3 の位置で起っている。この位置における支線の等価パネは、上部の No. 1, No. 2, No. 3 の各支線の中では大きいので応力が集中したものと思われる。

各支線の最大張力は、支線 No. 2 の支柱との結合部に生じ、 $T_{\max} = 190.18 \text{ t}$ 、最小張力は、支線 No. 6 の基部に生じ、 $T_{\min} = 13.97 \text{ t}$  である。それらの張力は、元初張力  $T_0 = 60.0 \text{ t}$  および  $35.0 \text{ t}$  を受けていたものであるから、最大張力は  $T_{\max}/T_0 = 190.18/60.0 = 3.17$ 、最小張力は  $T_{\min}/T_0 = 13.97/35.0 = 0.40$  で、支線張力の変動にかなりの差があることがわかる。一方支柱の軸方向の増加は、頂部に近いほど大きく、基部になるほど小さくなる。すなわち表 4-1 のようになる。

表 4-1 支柱の軸方向の変化

位 置	$N_{\max}/N_0$	
	A 風	B 風
支線No1部	1 704	1 916
支線No2部	1 579	1 796
支線No3部	1 481	1 695
支線No4部	1 421	1 634
支線No5部	1 384	1 599
支線No6部	1 340	1 543

$N_{\max}$  ; 支柱最大軸力  
 $N_0$  ; 支柱初期軸力

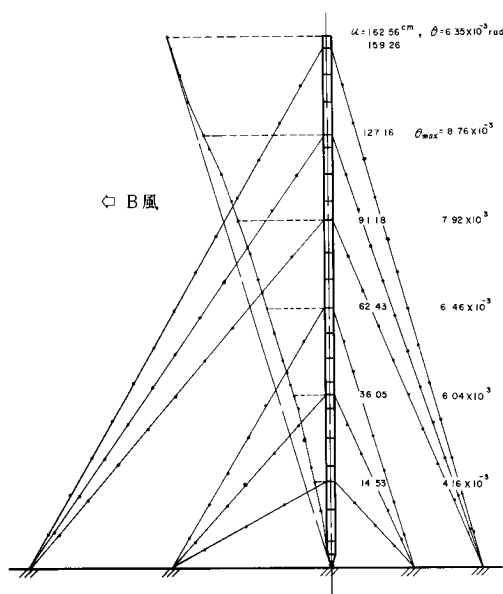
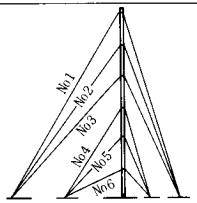


図 4-7 (a) B 風時支柱の変形 (水平変位 ( $U$ ) と回転角 ( $\theta$ ))

#### 4.5 支線式鉄塔の変形と応力 (B 風時)

##### 1) B 風時における支柱と支線の変位

支柱の各点の水平変位と回転角を図 4-7 (a) に、各支線の各方向への変位を図 4-7 (b) に示す。支柱の最大変位は  $U_{\max} = 162.56 \text{ cm}$  で、 $R = 162.56/25500 \div 6.35 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 、 $\theta_{\max} = 8.76 \times 10^{-3} \text{ rad}$  である。支柱の変形をみると、A 風時の場合と同様にやはり曲げ変形が支配的である。支線の変位は、A 風時同様に風上側支線 (b, c 支線) よりも風下側支線 (a 支線) の方が遙かに大きい。すなわち a 支線の水平変位の最大値は支線 No. 1 で、 $U_{\max} = 1264.29 \text{ cm}$ 、b, c 支線の最大変位も支線 No. 1 で  $U_{\max} = 274.61 \text{ cm}$  である。a 支線の場合  $U_{\max}/l = 1264.29/289000 = 1/4.37$  で、きわめて顕著な変形である。a 支線の垂直変位の最大値  $V_{\max} = 680.49 \text{ cm}$  は、b, c 支線の水平変位の最大値よりも数倍大きい。

##### 2) B 風時における支柱と支線の応力

支柱の各点の曲げモーメントとせん断力を図 4-8 (a) に、支柱の軸方向力と各支線の張力を図 4-8 (b) に示す。支柱の曲げモーメント分布は、支線位置で弾性支承された連続梁におけるような分布に近いが、A 風時とはやや性状を異にする。支線の弾性支承の効果が当然 A 風時よりも著しいのである。しかも曲げモーメントの最大値は  $M_{\max} = 435.5 \text{ t} \cdot \text{m}$  と A 風時よりも数%大きい。しかしその生じている位置は A 風時同様支線 No. 3 である。

各支線の最大張力は、支線 No. 2 の支柱との結合部に

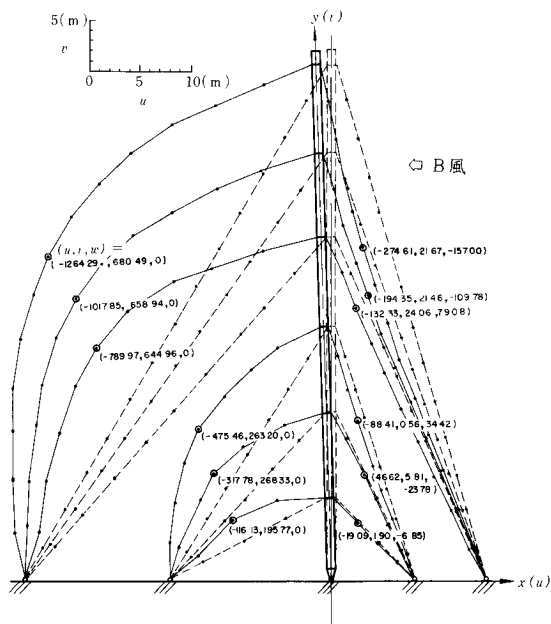


図 4-7 (b) B 風時の支線の変形 (単位: cm) (水平 3 成分  $U, V, W$ )

生じ、 $T_{\max} = 160.99 \text{ t}$ 、最小張力は支線 No. 6 の中央附近に生じ、 $T_{\min} = 2.27 \text{ t}$  で殆んど零に近い。それらの張力は元初張力  $T_0 = 60.0 \text{ t}$  および  $35.0 \text{ t}$  を受けていたものであるから、最大張力は  $T_{\max}/T_0 = 160.99/60.0 = 2.68$ 、最小張力  $T_{\min}/T_0 = 0.065$  で、支線張力の変動

にかなりの差があり、A 風時よりも著しい。

一方支柱の軸方向力の増加は、頂部に近いほど大きく、基部になるほど小さくなるが、A 風時よりもその程度が大きい。すなわち表 4-1 ようになる。

## 5. 本解析とその検討

### 5.1 本解析の意義

本解析の意図するものは、予備解析で得られた結果を総合判断して、より望ましい設計理念のもとで設計可能か否かを検討する。その上で望ましくない要素があれば、それを可能な限り除去して、予備解析の段階で採用した考え方を改善して本解析に臨むものである。種々総合判断の結果、本解析では次の諸点に留意する。

- (1) 支柱は弾性変形をするが、設計理念では剛体回転という理想化を行っていることおよび、発生応力の低下ということを目ざして、極力剛体に近い変形をするように配慮する。
- (2) 概して支柱の曲げモーメントは、上部が大きくなっているので、全般に均一化されるようにする。すなわち曲げモーメントの分散化をはかる。
- (3) 支線の応力や変形が大きすぎるので、これをさらに軽減するように考慮する。

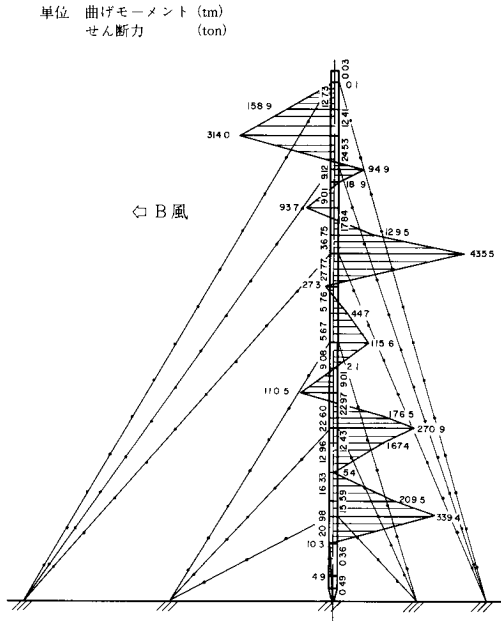


図 4-8(a) B 風時支柱の曲げモーメントとせん断力

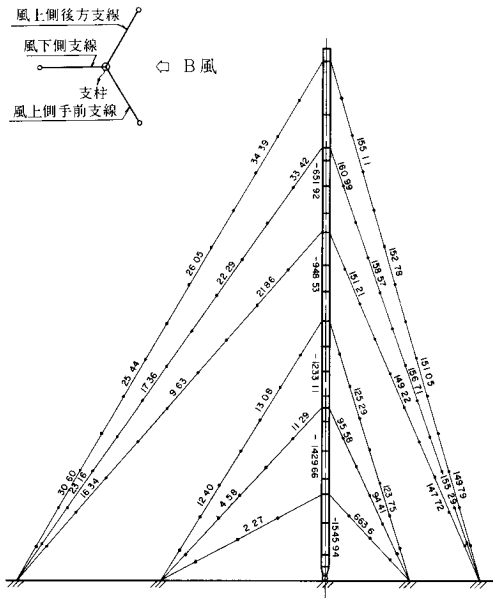


図 4-8(b) B 風時支線の張力 (単位: ton)

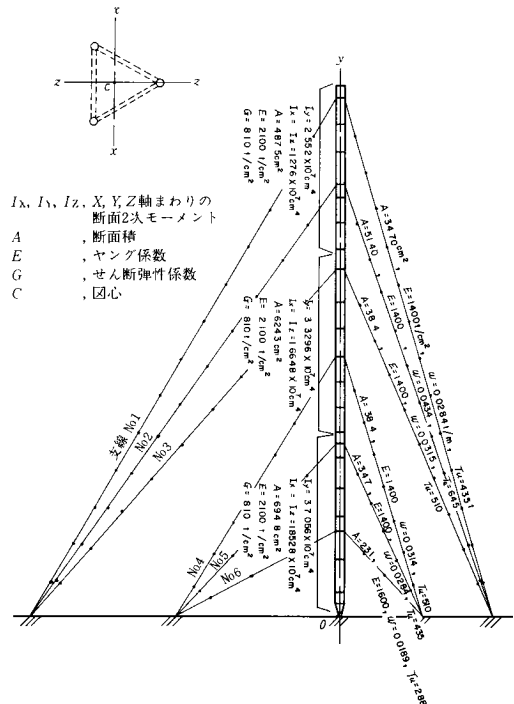


図 5-1 部材の各部断面 (本解析)

そこで、以上の諸点を考慮して、設計上の変更を行う。すなわち、

- (1) 支柱の中央部および下部の断面寸法を大きくする。
- (2) 支線の材料および断面積を変更し、各支線の設定張力を変更する。
- (3) 支線に作用する風圧力は水平力(抗力)のみとし、垂直力(揚力)はこれを考慮しない。これは F. Bleich の設計理念に近づけるためである。

## 5.2 部材の各部断面

本解析用の部材の各部断面を図 5-1 に示す。

### 5.3 鉄塔の自重と長期応力

支柱、支線の自重および支線のケーブル解析による支線張力、支線張力の影響を受ける支柱の軸方向力を図5-2に示す。

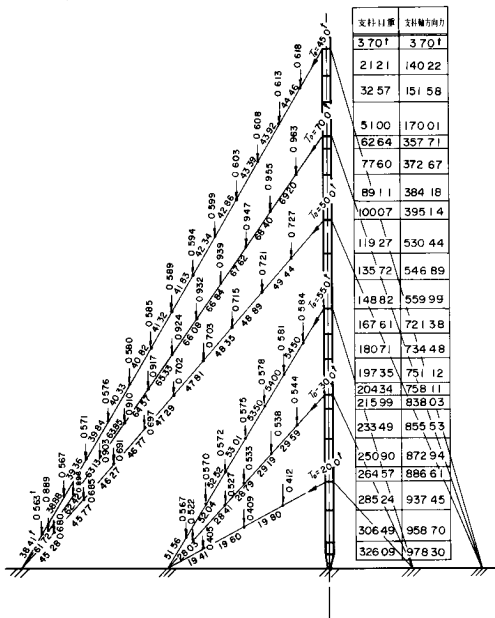
#### 5.4 風圧力の算定

風圧力算定の要領は、予備解析に全く同様であり、この要領で算出された風圧力を図 5-3 および図 5-4 に示す。

### 5.5 支線式鉄塔の変形と応力 (A風時)

### 1) A風時における支柱と支線の変位

支柱の各点の水平変位と回転角を図 5-5 (a) に、各支線の各方向への変位を図 5-5 (b) に示す。支柱の最大水平変位は  $U_{\max} = 156.50 \text{ cm}$  で、部材角にして  $R = 156.50/255500 = 6.14 \times 10^{-3} \text{ rad}$  で、部材の最大回転角

 $T_0$ ; 支線初張力

**図 5-2** 支柱、支線の自重と支線張力、支柱軸方向力 (単位: ton) (本解析)

は  $\theta_{\max} = 8.99 \times 10^{-8}$  rad である。予備解析に比して約  $156.50/93.76 = 1.67$  倍も大きい。これは予備解析の場合に比して支線張力、支線断面積および支線のヤング率等が小さくなっているためと、風圧力のうち揚力成分を無視したことによるものと思われる。これだけの犠牲を払

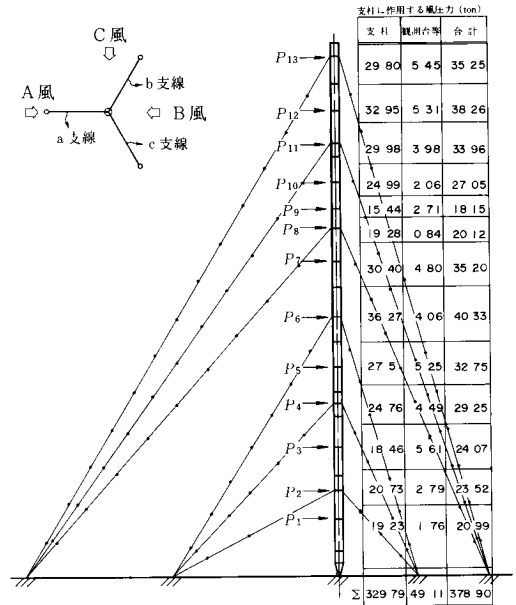


図 5-3 A 風, B 風, C 風時支柱に作用する風圧力  
(単位: ton) (本解析)

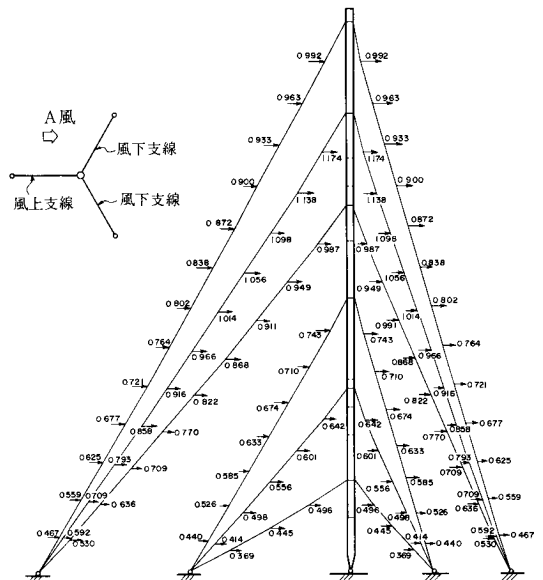
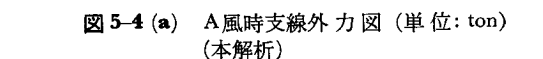


図 5-4 (a) A 風時支線外力図 (単位: ton)  
(本解析)





っても敢えてこのような変形を許したのは、支柱が剛体回転に近くなるとの判断からであったが、この期待は、図 5-5 (a) に見られるように必ずしも達成されていない。

支線の変位は、風上側支線 (a 支線) よりも風下側支線 (b, c 支線) の方が遙かに大きいことは予備解析と同

じである。すなわち a 支線の水平変位の最大値は支線 No. 1 で  $U_{\max} = 136.09$  cm, b, c 支線の水平変位の最大値も支線 No. 1 で  $U_{\max} = 941.40$  cm である。予備解析に比して、a 支線で  $136.09/101.76 = 1.34$  倍, b, c 支線

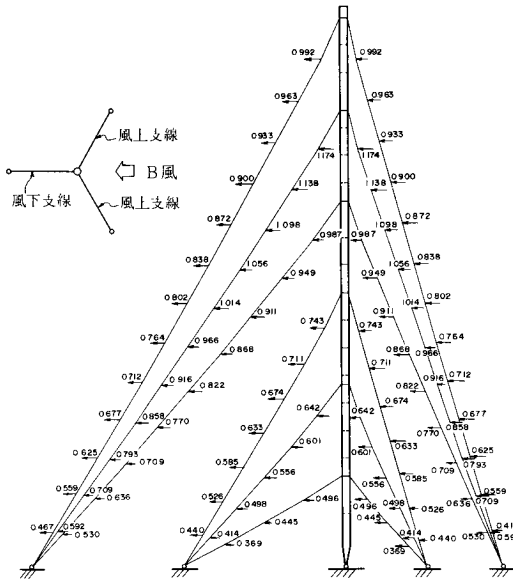


図 5-4 (b) B 風時支線外力図 (単位: ton) (本解析)

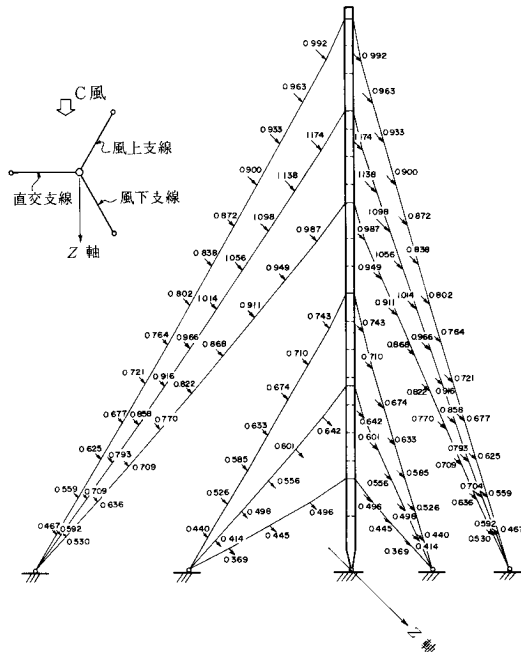


図 5-4(c) C 風時支線外力図 (単位: ton) (本解析)

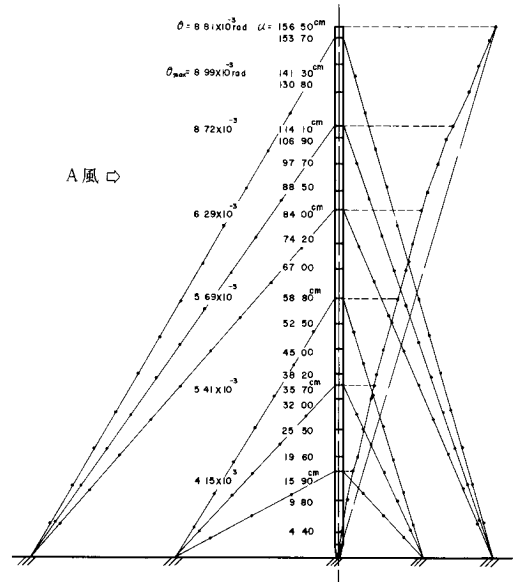


図 5-5 (a) A 風時支柱の変形 (水平変位 ( $U$ ) と回転角 ( $\theta$ ))

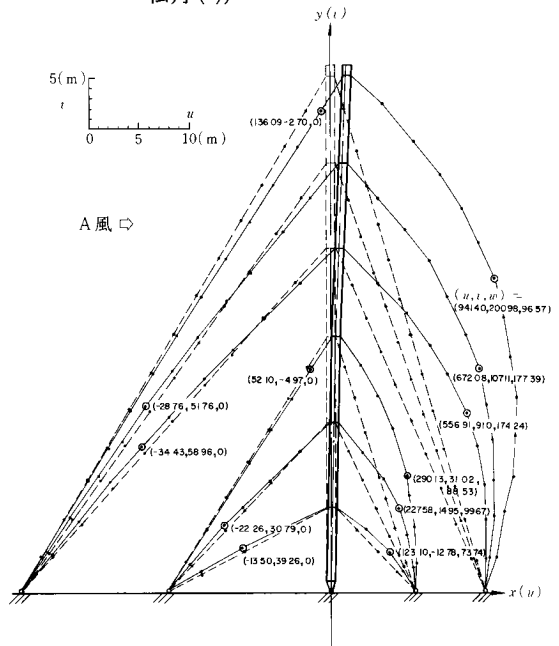


図 5-5 (b) A 風時支線の変形 (単位: cm) (水平 3 成分  $U, V, W$ )



りも風下側支線 (a 支線) の方が遙かに大きい。すなわち a 支線の水平変位の最大値は支線 No. 1 で  $U_{\max} = 1432.08 \text{ cm}$ , b, c 支線の最大値も支線 No. 1 で  $U_{\max} = 327.59 \text{ cm}$  で、いずれも予備解析の場合よりも、おのおの 1432.

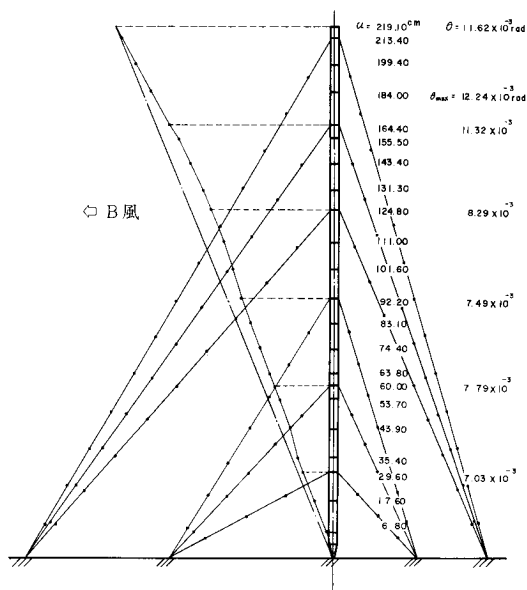


図 5-7 (a) B 風時支柱の変形 (水平変位 ( $U$ ) と回転角 ( $\theta$ ))

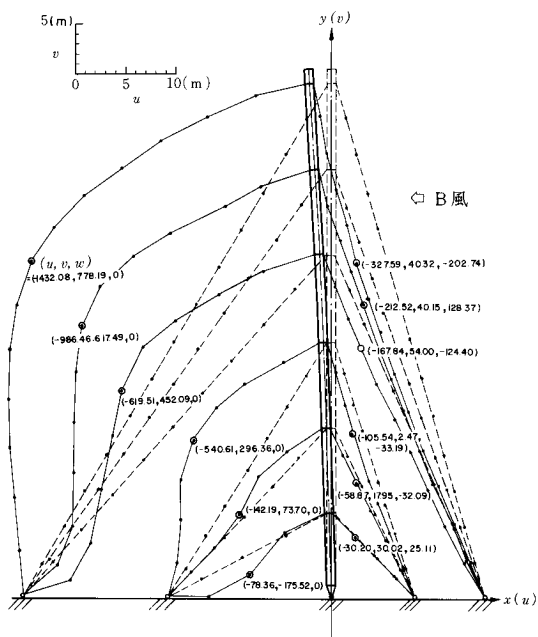


図 5-7 (b) B風時支線の変形 (単位: cm) (水平  
3成分  $U, V, W$ )

08/1264.29 = 1.13倍, 327.59/274.61 = 1.19倍大きい。  
また a 支線の垂直変位の最大値  $U_{max} = 778.19\text{cm}$  は、  
b, c 支線の水平変位の最大値  $U_{max} = 327.57$  の2倍以上も大きい。

## 2) B風時における支柱と支線の応力

支柱の各点の曲げモーメントとせん断力を図 5-8 (a)

単位：曲げモーメント (tm)  
せん断力 (ton)

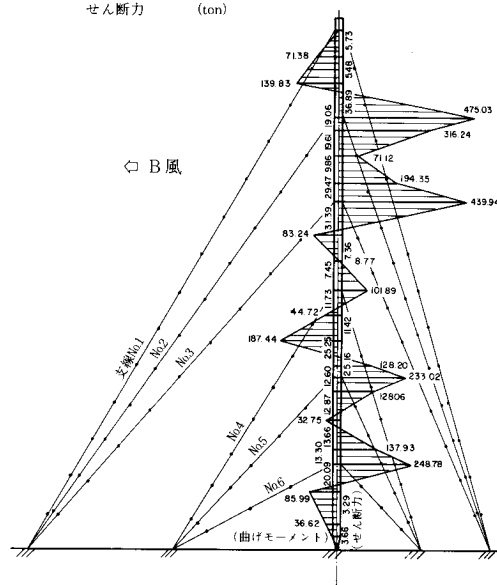


図 5-8(a) B 風時支柱の曲げモーメントとせん断力

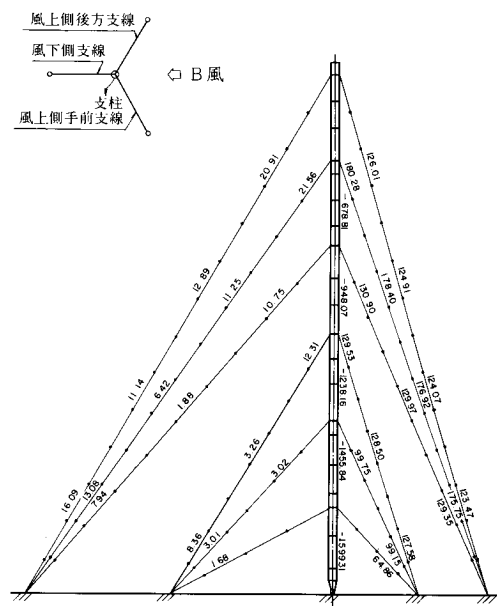


図 5-8 (b) B風時支柱の軸方向力と支線の張力  
(単位: ton)

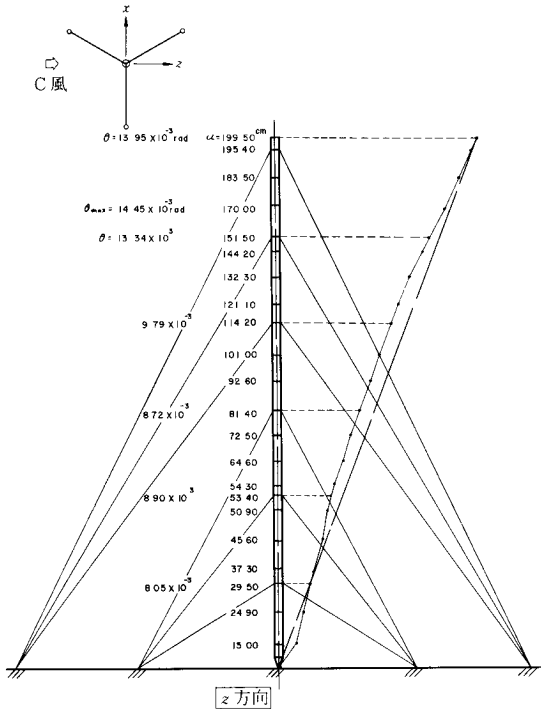


図 5-9 (a) C風時支柱の変形 (水平変位 ( $U$ ) と回転角 ( $\theta$ ))

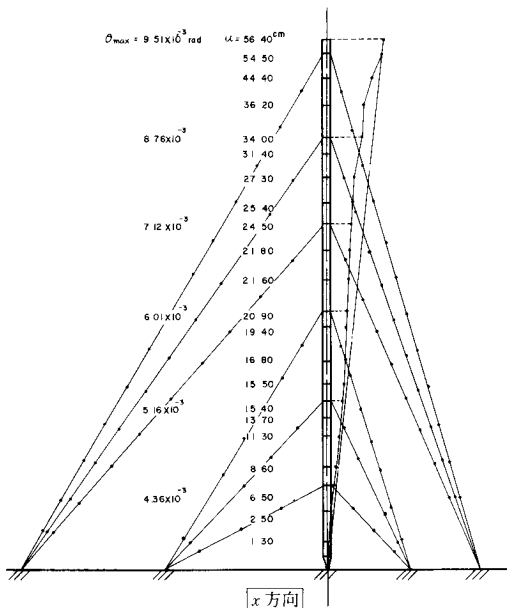


図 5-9 (b) C風時支柱の変形 (水平変位 ( $U$ ) と回転角 ( $\theta$ ))

に、支柱の軸方向力と各支線の張力を図5-8 (b) に示す。支柱の曲げモーメント分布は、支線位置で弾性支承された連続梁としての分布に近いが、とくに支線 No. 2 と No. 3 の位置での曲げモーメントが際立って大きい。その値は  $M_{\max} = 475.03 \text{ t}\cdot\text{m}$  で、予備解析よりも  $475.03/435.5 = 1.09$  倍だけ大きい。

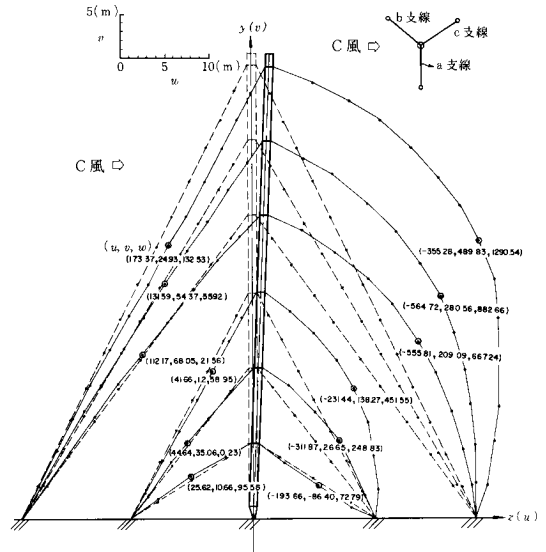


図 5-9 (c) C風時支線の変形 (単位: cm) (風上側支線に平行な面)

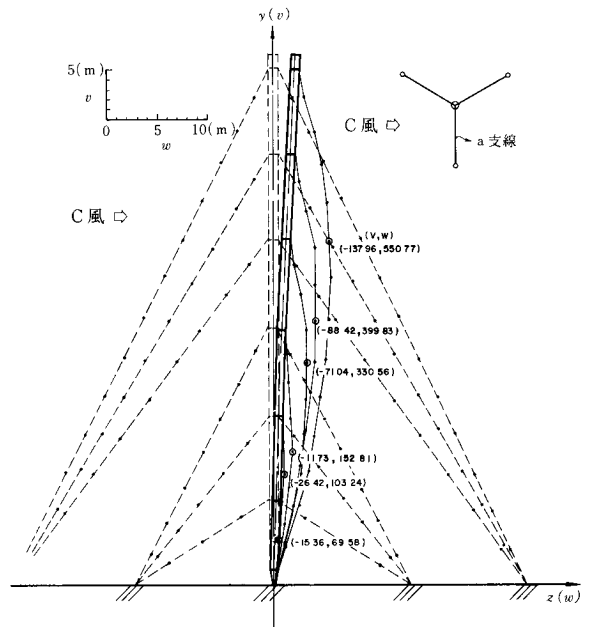


図 5-9 (d) C風時支線の変形 (単位: cm) (風向に直角する a 支線)

各支線の最大張力は、支線 No. 2 の支柱との結合部に生じ、 $T_{\max} = 180.28 \text{ t}$ 、最小張力は支線 No. 6 の中央付近に生じ、 $T_{\min} = 1.68 \text{ t}$  である。それらの張力は元初張力  $T_0 = 70.0 \text{ t}$  および  $20.0 \text{ t}$  を受けていたものであるから、最大張力は  $T_{\max}/T_0 = 180.28/70.0 = 2.58$  倍、最小張力  $T_{\min}/T_0 = 1.68/20.0 = 0.084$  倍であり、この傾向は予備解析と殆んど変わらない。一方支柱の軸方向力の増加は、表 5-1 に示すように予備解析よりもややゆるやかになっているが、A 風時よりも増加が大きい。

### 5.7 支線式鉄塔の変形と応力 (C 風時)

#### 1) C 風時における支柱と支線の変位

支柱の各点の水平変位と回転角を図 5-9 (a), (b) に、各支線の各方向への変位を図 5-9 (c), (d) に示す。支柱の最大変位は、C 風方向に  $U_{\max} = 199.50 \text{ cm}$ 、C 風に直交する方向 (b, c 支線側) に  $U_{\max} = 56.40 \text{ cm}$  で、絶対値としては  $U_{\max} = \sqrt{199.50^2 + 56.40^2} = 207.30 \text{ cm}$ 、 $R = 207.30/255500 = 8.13 \times 10^{-5} \text{ rad}$  である。支柱の変位の形状はやはり曲げ変形型で、A 風, B 風時の場合とは異り、振れが生じている。支線の変位は、やはり風上側支線よりも風下側の方が大きい。すなわち c 支線の最大値は支線 No. 1 で水平変位は  $W_{\max} = 1290.54 \text{ cm}$ , b 支線 No. 1 で  $W_{\max} = 173.37 \text{ cm}$ , 垂直変位は c 支線の

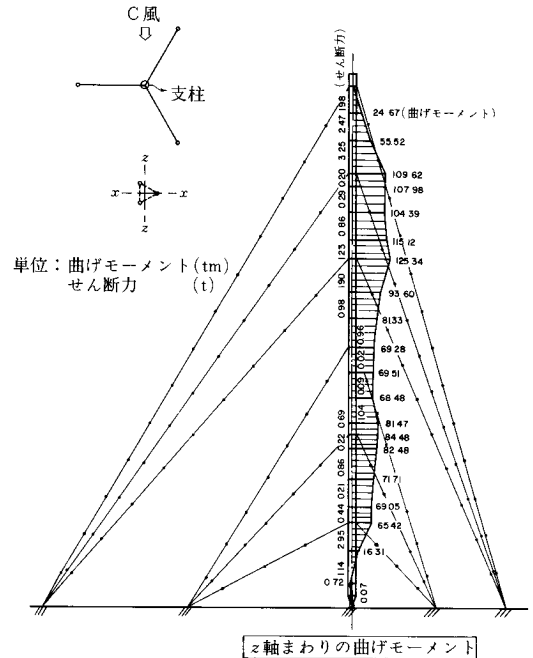


図 5-10 (b) C 風時支柱の曲げモーメントとせん断力

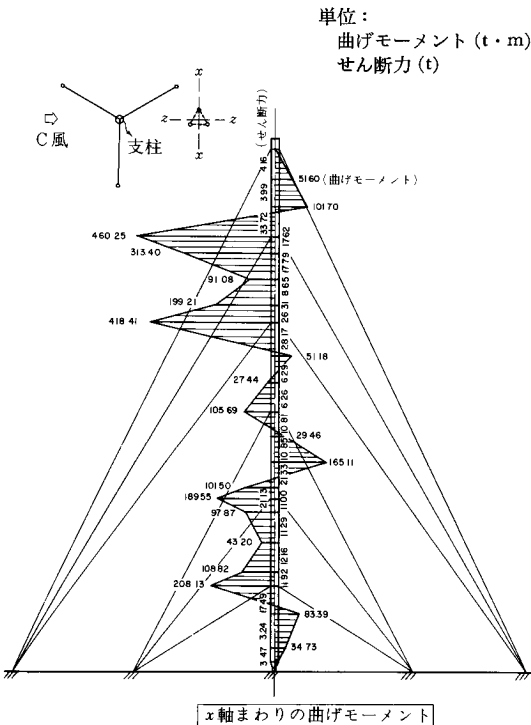


図 5-10 (a) C 風時支柱の曲げモーメントとせん断力

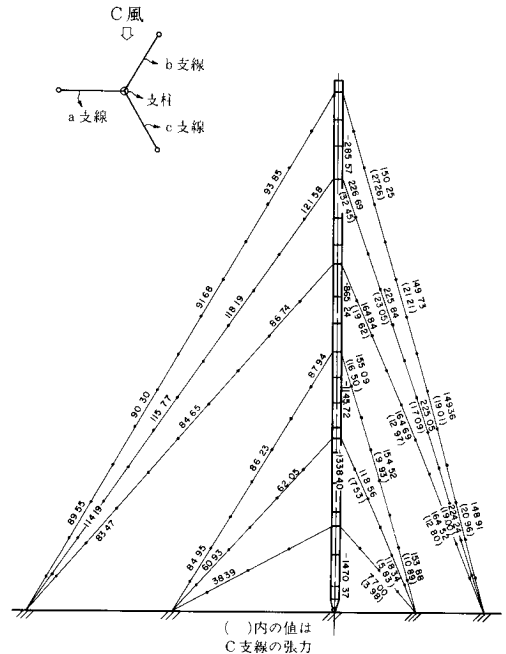


図 5-10 (c) C 風時支柱の軸方向力と支線の張力 (単位: ton)

支線 No. 1 で  $V_{\max} = 489.83 \text{ cm}$ , b 支線の支線 No. 1 で  $V_{\max} = 98.0 \text{ cm}$  である。とくに a 支線の場合, 直横から C 風を受けることになるが, その割には水平変位は, 支線 No. 1 で  $U_{\max} = 550.77 \text{ cm}$  で, これは c 支線の最大水平変位  $U_{\max} = 567.16 \text{ cm}$  に殆んど同じである。

## 2) C 風時における支柱と支線の応力

支柱の各点の曲げモーメントとせん断力を図 5-10(a), (b) に示す。C 風方向の曲げモーメントの分布は, A 風, B 風時に殆んど類似しており, その最大値は  $M_{\max} = 460.25 \text{ t} \cdot \text{m}$  で, B 風時の場合 ( $M_{\max} = 475.03$ ) よりも若干小さい。一方 C 風に直交する方向にも曲げモーメントが生じているが, その分布は支柱が支線 No. 1 と基部で単純支持された梁の曲げ分布に近く, 最大値は  $M_{\max} = 109.62 \text{ t} \cdot \text{m}$  である。合成曲げモーメントでみると  $M_{\max} = \sqrt{460.25^2 + 109.62^2} = 473.12 \text{ t} \cdot \text{m}$  で, B 風時に殆んど一致する。なお捩れモーメントは殆んど無視し得る程度である。

各支線の最大張力は, 支線 No. 2 の支柱との結合部に生じ,  $T_{\max} = 226.69 \text{ t}$ , 最小張力は支線 No. 6 の中央附近に生じ,  $T_{\min} = 3.98 \text{ t}$  である。それらの張力は元初張力  $T_0 = 70.0 \text{ t}$  および  $20.0 \text{ t}$  を受けていたもので, 最大張力は  $T_{\max}/T_0 = 226.69/70.0 = 3.24$  倍, 最小張力は  $T_{\min}/T_0 = 3.98/20.0 = 0.2$  で, A 風の場合の  $T_{\max}/T_0 = 3.25$  倍に殆んど同じである。

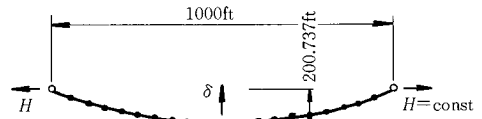
一方支柱の軸方向力の増加は, 頂部に近いほど大きく, 基部になるほど小さい点は, A 風, B 風時と同様であるが, A 風時と B 風時の中間の傾向を示す。

## 6. 考 察

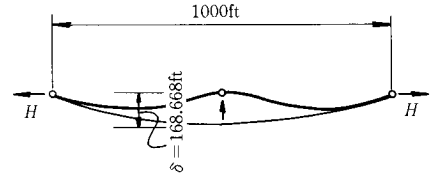
### 6.1 支線の非線形性

一般にたるみ (弛度) の大きい支線に外力を作用させると, それによって生ずる変位は外力に比例せず, 著しい非線形特性を示す。しかもあるときは hard stiffness の様相を示すかと思うと, 徐々に soft stiffness の様相を示すようになる。たとえば J. L. Meek<sup>4)</sup> の解析したケーブルの非線形挙動は, 図 6-1 に示すように著しい soft-hard stiffness の非線形性を示す。

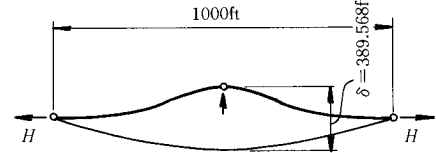
支線式鉄塔の支線の挙動もケーブルときわめてよく似た挙動を示すことが考えられる。たとえば予備解析の場合, B 風が作用するときの, 支線 No. 1 およびそれと支柱との結合部における風圧力と変位との関係を図 6-2 に示す。これより, 風下側の支線の soft-hard stiffness 型の非線形性が特に著しく大きいことがわかる。風上側の支線は, 終始 hard stiffness 型のかなり大きな非線形性を示している。支柱にごく近い支線の変形と支柱の変



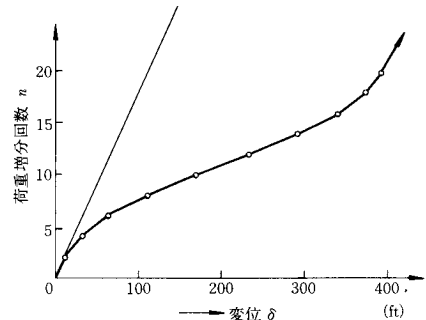
(a) 初期変形時



(b) 荷重増分回数  $n=10$



(c) 荷重増分回数  $n=20$



(d) 荷重増分回数  $n$  と変位  $\delta$

図 6-1 ケーブルの非線形挙動 (J. L. Meek)

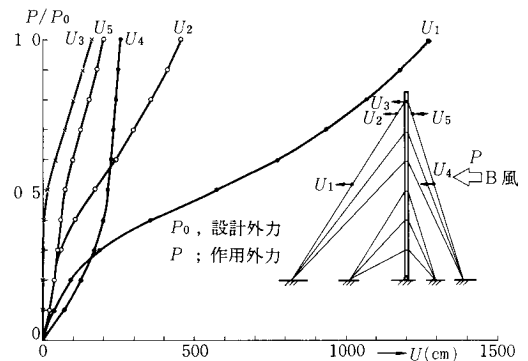


図 6-2 風圧力 ( $P$ ) と変位 ( $U$ ) の関係 (予備解析)

形にはかなりの差が認められ、一方初期のうちは支柱の動きはきわめてにぶいが、その後急に変形が進むようになる。

## 6.2 支線解析の初等理論と本解析との比較

F. Bleich<sup>3)</sup>の理論によれば、支線群とそれらが結合する支柱との力の釣合い関係から、そこに作用する風圧力が求まる。まず予備解析でB風の作用を受けるとき支線No. 4と支柱との結合部について図6-3を参照して、次の釣合い式が成立する。

$$2\sigma_1 A \cos \alpha \cos \beta - \sigma_2 A \cos \alpha + W = 0$$

ここに  $\sigma_1$ : 風上側支線の張力 (t/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_2$ : 風下側支線の張力 (t/cm<sup>2</sup>)

$\alpha$ : 支線の水平面となす角

$\beta$ : 支線の鉛直面となす角

$A$ : 支線の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$W$ : 風圧力 (t)

ここで  $\cos \beta = 1/2$ ,  $\cos \alpha = S/\sqrt{h^2 + S^2} = 0.515$ ,  $A =$

42.61 cm<sup>2</sup> とすれば

$$W = -2 \times 1/2 \times 0.515 \sigma_1 A + 1/2 A \sigma_2$$

$$\div -42.61 \times 0.5 (\sigma_1 - \sigma_2)$$

$$= -21.3 (\sigma_1 - \sigma_2)$$

一方 No. 4 支線の支柱との結合部における張力 (応力度  $\sigma$ ) と水平変位  $U$  との関係は図6-4のようになるから、設計風圧力のもとにおける水平変位  $U = 62.43$  cm (図4-7 (a) 参照) が生じているとき、 $(\sigma_1 - \sigma_2) = 2.5$  t/cm<sup>2</sup> である。ゆえに

$$W = -21.3 \times 2.5 = -53.25 \text{ t}$$

ところで、風圧力  $W$  は、図6-4を参照して

$$W = F + Q_{上} + Q_{下}$$

$$= -36.8 - 5.67 - 9.08$$

$$= -51.55 \text{ t}$$

である。ゆえにやや大まかであるが、力の釣合いが保持されていることがわかる。すなわち精算による支線式鉄塔の解析結果が、初等理論をよく裏付けているといえる。

## 6.3 支柱の変形解析

支線式鉄塔を、モデル化する最も簡単な方法は、柱脚ヒンジの弾性棒が支線で弾性支承 (パネは厳密には非線形パネ) された力学系を考えることであり、さらに簡略化したものは、支柱が柱脚を中心に剛体回転するという前提の場合である。

以下、図6-5 (b) に示すような簡略化モデルについて若干の理論的考察を行う。

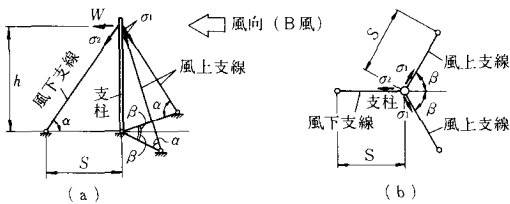


図6-3 風圧力と支線張力

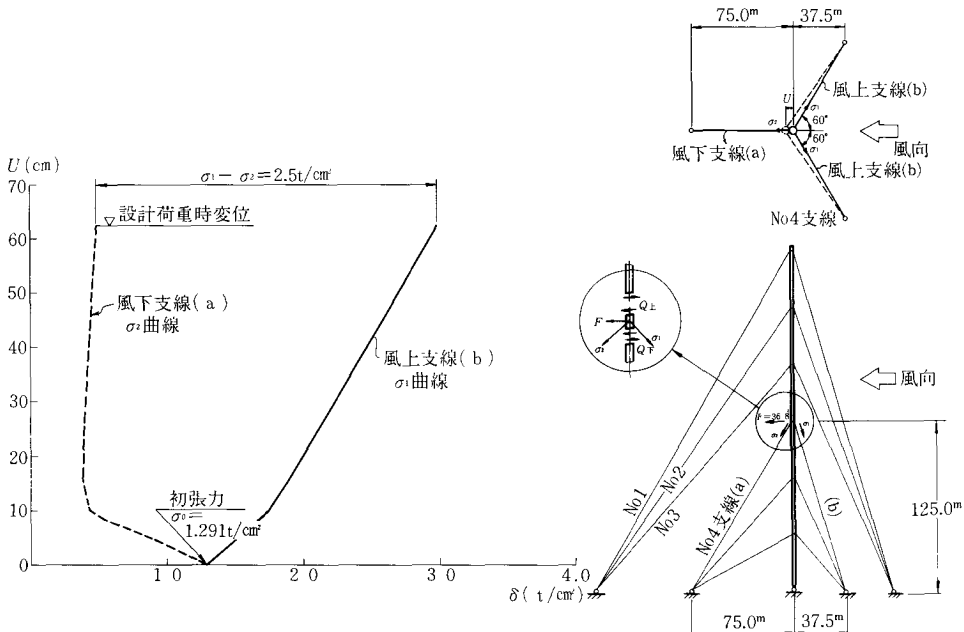


図6-4 No. 4 支線 (B風時)  $\sigma$ - $U$  曲線 (予備解析)

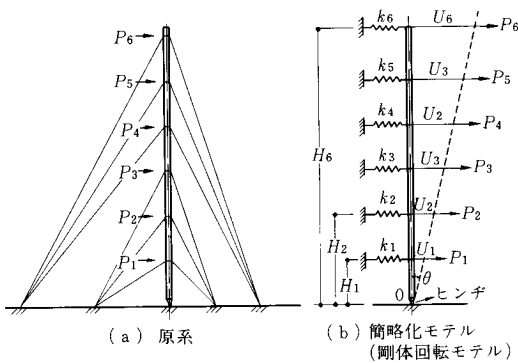


図 6-5 支線式鉄塔の解析モデル

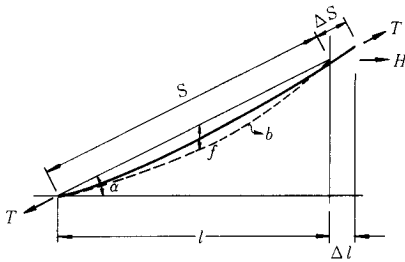


図 6-6 支線張力とのび

このような解析で最も問題となるのは、弾性支承としての支線のパネを評価することである。いままでの解析では、支線に風圧力も作用させたが、簡単のために、この影響を無視し、支線の自重のみを考慮することにする。

まず図 6-6 に示すように、傾斜角  $\alpha$ 、弦長  $S$ 、実長  $b$  の支線が張力  $T$  で引張られ、弛み  $f$  を生じているものとする。F. Beich の理論<sup>4)</sup>から、弦ののび  $\Delta S$  は

$$\Delta S = \frac{S^3 \cos^2 \alpha}{24} \left[ \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left( \frac{\gamma_0}{\sigma_0} \right)^2 \right] + \frac{S}{E} (\sigma - \sigma_0) \quad (6.1)$$

で与えられる。ここに

$\sigma_0, \sigma$ ; 支線の初期応力および変形後の応力

$\gamma_0, \gamma$ ; 支線の初期密度および変形後の密度

$E$ ; 支線の弾性定数

弦ののび  $\Delta S$  の水平成分  $\Delta l$  は

$$\begin{aligned} \Delta l &= \frac{\Delta S}{\cos \alpha} \\ &= -\frac{S^3 \cos \alpha}{24} \left[ \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left( \frac{\gamma_0}{\sigma_0} \right)^2 \right] + \frac{S}{E \cos \alpha} (\sigma - \sigma_0) \end{aligned} \quad (6.2)$$

一方張力  $T$  の水平成分  $H$  は、断面積を  $A$  とすれば

$$H = T \cos \alpha = A \cos \alpha \cdot \sigma$$

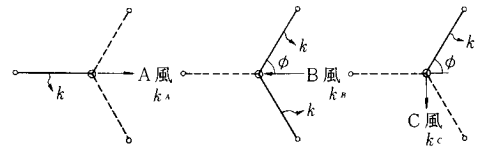


図 6-7 各風における支線の有効パネ

であるから

$$\begin{aligned} \Delta l &= -\frac{S^3 \cos \alpha}{24} \left[ \gamma^2 A^2 \cos^2 \alpha \frac{1}{H^2} - \gamma_0^2 A^2 \cos^2 \alpha \frac{1}{H_0^2} \right] \\ &\quad + \frac{S}{E \cos \alpha} \left[ \frac{H}{A \cos \alpha} - \frac{H_0}{A_0 \cos \alpha} \right] \end{aligned}$$

さて、支線の水平方向の柔性  $k^{-1}$  は

$$k^{-1} = \frac{d}{dH} (\Delta l) = \frac{1}{12} S^3 \gamma^2 A^2 \cos \alpha \frac{1}{H^3} + \frac{S}{EA \cos^2 \alpha}$$

で与えられる。単位長さあたりの荷重を  $P = \gamma A$  とすれば

$$k^{-1} = \frac{P^2 \cos^3 \alpha}{12} \left( \frac{S}{H} \right)^3 + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \frac{S}{EA} \quad (6.3)$$

となる。支線のパネは(6.3)式からも分るように、張力  $H$  によって変動するものであるが、便宜上、張力  $H$  が初張力  $H_0$  のときのパネ  $k$  から、図 6-5 (b) に示す簡化モデルによって回転角  $\theta$  を求めてみよう。

支線のパネは、図 6-6 に示すように、同一平面内にある支線のパネ  $k$  が与えられたとき、風下側の支線はパネとして有効に働かないと考えれば、各風に対するパネの算定式は

$$k_A = k$$

$$k_B = 2k \cos^2 \phi = k/2$$

$$k_C = k \cos^2 (90 - \phi) = 3k/4$$

である。このようにして算出されたパネを表 6-1 に示す。

図 6-5 に示す簡化モデルにおける回転角  $\theta$  は、ヒンジ点まわりのモーメントの釣合いから

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^6 P_i H_i}{\sum_{i=1}^6 k_i H_i^2} \quad (6.4)$$

表 6-1 支線のパネ (t/cm)

	予備解析			本解析		
	A風	B風	C風	A風	B風	C風
$k_6$	0.773	0.387		0.391	0.196	0.293
$k_5$	0.977	0.499		0.832	0.416	0.624
$k_4$	1.402	0.701		0.892	0.446	0.669
$k_3$	1.504	0.752		0.950	0.480	0.720
$k_2$	2.475	1.238		1.695	0.848	1.271
$k_1$	4.132	2.066		2.541	1.271	1.906



表 6-2 支柱の最大変位 (単位: cm) (第 1 支線部)

	予 備 解 析		本 解 析	
	精確解	近似解	精確解	近似解
A 風	93.76	73.75	153.70	122.98
B 風	159.26	147.50	213.40	245.95
C 風			195.40	163.97

表 6-3 支線の最大変位 (単位: cm)

風向	位置	予 備 解 析		本 解 析	
		水平変位	垂直変位	水平変位	垂直変位
A 風	風上	101.76	20.81	136.09	51.76
	風下	815.26	224.74	941.40	200.98
B 風	風上	274.60	33.88	327.57	69.33
	風下	1264.29	680.49	1432.08	778.19
C 風	風上			193.89	92.00
	風下			1290.54	489.83

で算定される。最大変位は  $U_0 = \theta \times H_0$  から求められ、この結果 (近似解) を表 6-2 に示す。なお表 6-2 には本解析から得られた精確解による値も同時に示した。両者は必ずしもよい一致を示しているとはいえないが、本解析 B 風時をのぞいては一樣に精確解の方が近似解よりも大きい。これは近似解のパネ評価が大きすぎるためでもあるうし、精確解の方は支線に外力が作用するためとも考えられる。さらに支柱を剛体とみなしたことによる影響も無視出来ないといえよう。概して平均 20% 位近似解よりも精確解の方が大きいといえる。

#### 6.4 変形と応力の一般的傾向

いままでに検討された支線式鉄塔の種々の傾向をとりまとめて、一つの結論を導くと次のようになる。

##### (1) 支柱の変形

A 風、B 風および C 風時のいずれの場合でも支柱の曲げ変形は無視し得えず、一般に剛体としての仮定から得られる変位は、曲げ変形を考慮したものよりも小さい傾向にある。

さらに最大変形は、A 風時 (1.00)、C 風時 (1.27)、B 風時 (1.4~1.7) の順に大きく、B 風時が最大となる。このとき支柱を剛体と考えたときの見掛けの回転角は、 $\theta_{\max} = 6 \sim 8 \times 10^{-3}$  rad のオーダーである。なお近似解法による結果は、概して精確解の結果に近く、約 20% 小さい。

##### (2) 支線の変形

いずれの風の場合でも、風上側の支線の変形よりも風下側の支線の変形の方が

はるかに (オーダーが異なる位に) 大きい。また表 6-3 から分かるように垂直変位は水平変位の数分の 1 以下であるが、B 風時の場合の風下の支線は約 2 分の 1 である。水平および垂直変位でみると B 風時の場合の変位が最大で、ついで C 風、A 風時の順に変位は小さくなる。

##### (3) 支柱の応力

支柱に生ずる最大曲げモーメントは、A 風時が一番小さく、次いで C 風時、最大は B 風時の場合である。表 6-4 から分かるように明らかに風上側で最大曲げモーメントが生じているが、その傾向は予備解析と本解析とは異り、本解析では風下側の曲げモーメントは風上側のそれに比して著しく小さい。なお参考までに述べると、表 6-2 に示される曲げモーメントは、かりに支線位置で支持された連続梁の曲げモーメントの約 2 倍となっている。

次に、支柱に生ずる軸方向力は、初期に生じている軸方向力に比して、A 風時は 1.3~1.7 倍、B 風時は 1.5~2.0 倍位に増加する (表 6-5)。しかも支柱の上部で大きく、下部になるにつれて小さくかつ一定になる傾向がある。

##### (4) 支線の応力

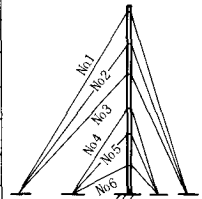
支線に生ずる最大張力の約 2~4 倍程度に増巾される。表 6-6 をみると、上部支線 (No. 1 支線) ほど増巾率が大きく、下部支線 (No. 6) ほど増幅率が小さいが、本解析では必ずしもそのようにはならず、中間の支線が小さい傾向にある。また A 風時と C 風時の場合が殆んど同じ

表 6-4 支柱に生ずる曲げモーメント (単位: tm)

風向	予 備 解 析		本 解 析	
	風上側	風下側	風上側	風下側
A 風	400.8	307.3	397.95	146.88
B 風	435.5	314.0	475.03	187.44
C 風			460.25	165.11

表 6-5 支柱に生ずる軸方向力の変化 ( $N_{\max}/N_0$ )

位置	予備解析		本 解 析		
	A 風	B 風	A 風	B 風	C 風
支線 No.1 部	1.70	1.92	1.73	1.98	1.83
支線 No.2 部	1.58	1.80	1.52	1.82	1.69
支線 No.3 部	1.48	1.70	1.52	1.76	1.63
支線 No.4 部	1.42	1.63	1.44	1.70	1.57
支線 No.5 部	1.38	1.60	1.44	1.72	1.58
支線 No.6 部	1.34	1.54	1.41	1.68	1.55



$N_{\max}$  : 支柱最大軸力

$N_0$  : 支柱初期軸力

表 6-6 支線張力の増加率表 ( $T_{\max}/T_0$ )

	予 備 解 析			本 解 析		
	A 風	B 風	C 風	A 風	B 風	C 風
支線No1	3.35	2.86		3.53	2.83	3.35
支線No2	3.17	2.68		3.25	2.58	3.24
支線No3	2.97	2.53		3.26	2.63	3.30
支線No4	2.74	2.30		2.86	2.36	2.82
支線No5	2.85	2.39		3.99	3.34	3.96
支線No6	2.22	1.90		3.65	3.25	3.80

$T_{\max}$  , 支線の最大張力  
 $T_0$  , 支線の初期張力

で, B風時は, A風時の約(80~85)%の増巾率となっている。

## 7. 結

実在する支線式鉄塔の設計の段階で行われた予備解析と本解析の二例のみからは, 一般的傾向を論ずることは出来ないと思われるが, 6.4で示したようにいくつかの重要な特性について知ることが出来た。たとえば単純な線形理論の解析からでも, 支柱の変形のオーダーをつかむことが出来ること, 支線の最大張力は, A風で初張力の3.5倍, B風で2.9倍程度, 支柱の最大軸力も初期軸力の何%割増しで与えられる等である。

しかし支柱の曲げモーメントを簡単に計算するのはなかなか困難で, その手法についての考察は今後の研究に俟たい。

謝辞 本論文の整理並に浄書に御協力を厚うした, 国土館大学工学部技術職員田房義彦君に厚く感謝致します。

(原稿受付 昭和55年9月20日)

## 参 考 文 献

- 1) 小高昭夫, 堀江文雄: 支線式鉄塔の非線型解析その1, 基礎理論と解析例; 国土館大学工学部紀要第8号, 1975.3.
- 2) 日本建築学会編: 鉄塔構造計算規準・同解説; 日本建築学会, 1962.6.
- 3) プライヒ(池部宗薫他訳): 鉄骨構造(下巻); コロナ社, 1956.10.
- 4) John. L. Meek: Matrix Structural Analysis; McGraw Hill, 1971.

## Appendix. 風圧力の算定

「鉄塔構造計算規準・同解説」によれば, 風圧力は(1)式より求める。

$$P = q \cdot C \cdot A_r \quad (1)$$

ここに  $P$ : 風圧力 (t)

$q$ : 速度圧 (t/m<sup>2</sup>)

$C$ : 風力係数

$A_r$ : 見付面積 (m<sup>2</sup>)

一方速度圧  $q$  および風力係数  $C$  は各々(2), (3)式から求められる。

$$q = 0.12 \sqrt{h} \quad (2)$$

$$C = K \cdot F \cdot M \quad (3)$$

ここに  $q$ : 速度圧 (t/m<sup>2</sup>)

$h$ : 地盤面からの高さ (m)

$C$ : 風力係数

$K$ : 充実率 ( $\varphi$  から決まる骨組風力係数の基本値で表 A-1の値とする)

$F$ : 鉄塔の高さと見付巾と充実率  $\varphi$  から決まる細長率で表 A-2の値を用いる。

$M$ : 充実率  $\varphi$  と支柱の平面形状から決まる風圧倍数で図 A-1 から得られる。

さらに支線の場合の風力係数は速度圧と支線直径の関係を基準として次のように決定する。(支線断面を多角形又は表面の粗い円柱を考える。)

(a)  $d \sqrt{q} \leq 1.5$  の場合

$$C = 1.4$$

(b)  $d \sqrt{q} > 1.5$  の場合

表 A-3 の値より決定する。

ここに  $q$ : 速度圧 (kg/m<sup>2</sup>)

$d$ : 支線径 (m)

表 A-1 風力係数の基本値  $K$ 

充実率 $\varphi$	$\varphi \leq 0.2$	$0.2 < \varphi \leq 0.3$	$0.3 < \varphi \leq 0.9$	$0.9 < \varphi \leq 1.0$
基本値 $K$	2.0	1.9	1.7	2.0

表 A-2 細長率  $F$ 

充実率 $\varphi$	$0 < \varphi \leq 0.5$	$0.5 < \varphi \leq 0.9$	$0.9 < \varphi \leq 1.0$
$H/a < 5$	0.9	0.8	0.6
$H/a \geq 5$	1.0	0.9	0.8

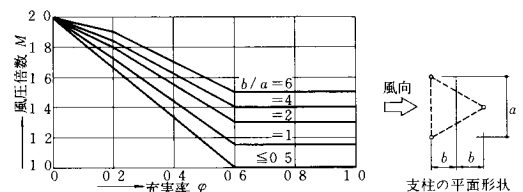
図 A-1 風圧倍数  $M$  の算定図表

表 A-3 支線の風力係数



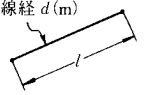
種別	表面の粗い円柱	六角形と八角形
形状		
支線径 $d$ (m)		
	1.2	1.4
( $l/d \geq 25$ )		

表 A-4 支線の風力係数

支線No	$H$ (m)	$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	$d$ (m)	$d\sqrt{q}$
1	250.00	477.16	0.085	1.86
2	208.33	455.90	0.085	1.81
3	166.67	431.17	0.085	1.76
4	125.00	401.24	0.085	1.70
5	83.33	362.56	0.075	1.43
6	41.67	304.88	0.065	1.13

次に各部の風力係数の算定について説明する。

1) 塔身（支柱）の風力係数

a. 風力係数基本値  $K$

充実率  $\varphi = 0.3$ ,  $K = 1.9$

b. 細長率  $F$

$\varphi = 0.3$ ,  $H = 255$  m,  $a = 4$  m,

$H/a = 64.0 > 5$ ,  $F = 1.0$

c. 風圧倍数  $M$

$b/a = 1.73/4 = 0.4325$ ,  $M = 1.45$

d. 風力係数  $C$

$C = K \cdot F \cdot M = 1.9 \times 1.0 \times 1.45 = 2.75$

2) 観測用アーム・床・手摺等の風力係数（省略）

3) 支線の風力係数

表 A-4 に示すように、 $d\sqrt{q} > 1.5$  の場合、支線の断面形状が六角形をしているので、 $C = 1.4$  とする。

4) 支線の抗力係数と揚力係数

・ 3) で決められた支線の風力係数  $C = 1.4$  は、支線に直角に作用する風圧力に対するものであ

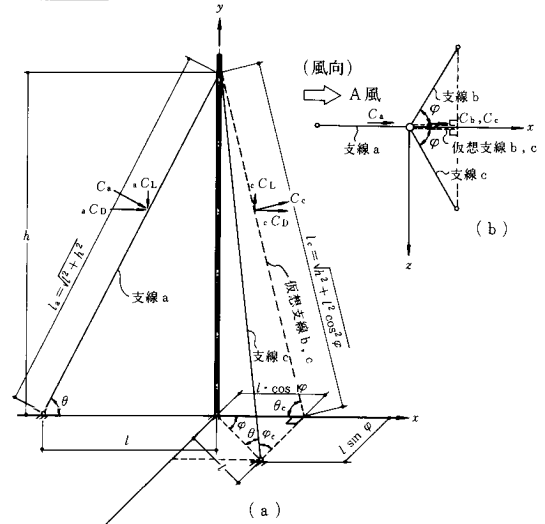


図 A-2 支線の抗力係数と揚力係数

ると考えられる。この風力係数  $C = 1.4$  にはもととも抗力係数と揚力係数に相当するものが含まれていると考えられるので、解析の便宜上 GL 面に平行に作用する風圧力に相当する風力係数を抗力係数  $C_D$ 、垂直方向に作用する風圧力に相当する風力係数を揚力係数  $C_L$  と定義する。

図 A-2 には、A 風時の、支線 a、支線 b および支線 c に作用する抗力係数と揚力係数の概念を示す。なお A 風時における支線 b や支線 c のように風向に一致しないときは、風向面に投影した一種の仮想支線を想定することにする。

次に各支線の抗力係数と揚力係数の計算結果を示す。

支線 a の抗力係数  $aC_D$ 、揚力係数  $aC_L$

$$aC_D = C_a \sin \theta = C_a \cdot h / \sqrt{l^2 + h^2} = C_a \cdot h / l_a$$

$$= 1.4 h / l_a$$

$$aC_L = C_a \cos \theta = C_a \cdot l / \sqrt{l^2 + h^2} = C_a \cdot l / l_a$$

$$= 1.4 l / l_a$$

支線 b, c の抗力係数  $cC_D$ 、揚力係数  $cC_L$  は、

$$cC_D = C_c \sin \theta_c = C_c \cdot h / l_c = 1.4 h / l_c$$

$$cC_L = C_c \cos \theta_c = C_c \cdot l \cos \varphi / l_c = 1.4 l \cos \varphi / l_c$$

なお B 風および C 風の場合も全く同様に計算する。